

- 1.Демішкан В.Ф., Нічке В.В. Підвищення якості землерійно-транспортних машин удосконаленням робочого процесу. – Харків: ХНАДУ, 2007. – 272 с.
- 2.Ветров Ю.А. Резание грунтов землеройными машинами. – М.: Машиностроение, 1971. – 257 с.
- 3.Нічке В.В., Демішкан В.Ф., Жинжера О.І. Ефективність землерійно-транспортних машин // Зб. наук. пр. ХДАЗТ. Вип.73. – Харків, 2006. – С.14-18.
- 4.Нічке В.В., Демішкан В.Ф., Тулузов О.Г. Створення надійних, високоефективних дорожніх машин // Вісник Криворізького технічного університету: Зб. наук. праць. Вип.3. – Кривий Ріг, 2004. – С.120-124.
- 5.Нічке В.В., Демішкан В.Ф. Создание надёжных высокопроизводительных землеройно-транспортных машин // Сб. материалов НМТК «Интерстроймех - 2006». – М.: МГСУ, 2006. – С.305-313.

Отримано 23.12.2008

УДК 539.3 : 539.4

Р.АББАСИ

Харьковская национальная академия городского хозяйства

ИССЛЕДОВАНИЕ ЖЕСТКОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БЕЗБАЛОЧНЫХ ПЕРЕКРЫТИЙ

В деревянных и стальных конструкциях, собираемых из отдельных элементов, балки являются необходимыми частями конструкций. В железобетонных монолитных конструкциях балки как таковые могут отсутствовать, хотя это делает перекрытие более гибким при той же толщине плит, что обуславливает необходимость более тщательного исследования жесткости безбалочных перекрытий.

Широкое использование современных материалов, обуславливает разработку новых методов расчетов, которые учитывают неоднородность материала и нелинейность его свойств. Кроме того, условия эксплуатации строительных конструкций в современных условиях характеризуются высокими внешними воздействиями, что часто приводит к тому, что материал начинает работать за пределами упругости.

Нелинейные задачи деформирования неоднородных конструкций принадлежат к числу наиболее сложных в современной механике. Статья посвящена постановке и методу решения задач деформирования безбалочных перекрытий. Применение безбалочных перекрытий целесообразно при больших временных нагрузках, а также в тех случаях, когда по условиям эксплуатации требуется устройство гладкого потолка.

Исследованию жесткости безбалочных перекрытий в последнее время уделяется большое внимание [1-3]. Вместе с тем, несмотря на большое количество публикаций, посвященных данной проблеме, отсутствует анализ прогибов для перекрытий больших размеров в плане. С учетом того, что при длительной эксплуатации, вследствие ползуче-

сти, деформации и прогибы существенно возрастают, их величина является фактором, который нельзя не учитывать в процессе проектирования.

В работе приведены алгоритмы реализации метода расчета. При этом использование современной компьютерной техники позволяет находить рациональные конструктивные решения.

Безбалочные перекрытия – весьма рациональные конструкции для покрытия прямоугольных в плане помещений. В настоящее время достаточно хорошо исследовано деформирование тонкостенных конструкций и получены аналитические и численные решения для некоторых элементов конструкций, однако эти методы оказываются неприемлемыми при рассмотрении сложных строительных конструкций.

Без поддерживающих балок колонны имеют тенденцию продавливать плиты перекрытия. Поэтому первые безбалочные перекрытия делались над колоннами (рис.1), имевшими расширяющуюся вверх часть типа капители [1].

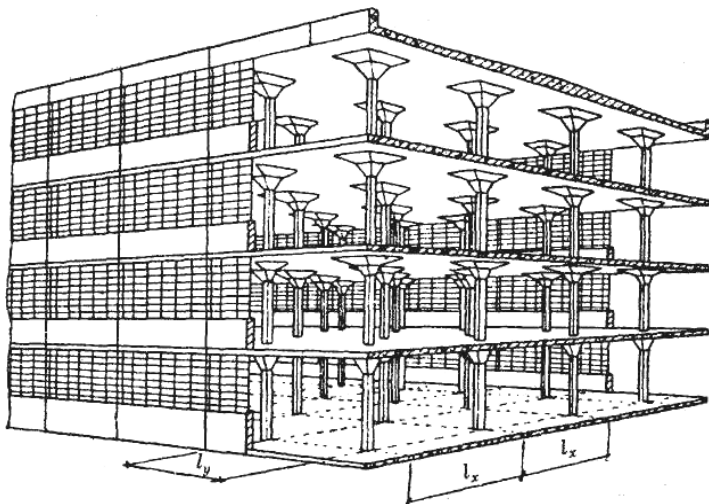


Рис.1 – Многоэтажное здание с безбалочными перекрытиями

По контуру здания безбалочная плита может опираться на несущие стены, контурные обвязки или консольно выступать за капители крайних колонн (рис.2) [2]. Толщину монолитной безбалочной плиты выбирают из условия достаточной ее жесткости $h = 1/32 \dots 1/35 l_2$, где l_2 – размер большого пролета при прямоугольной сетке колонн.

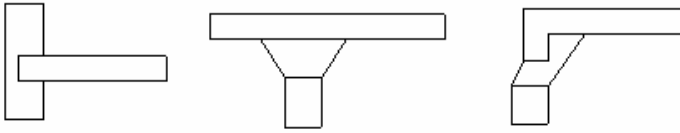


Рис.2 – Схемы опирания безбалочной плиты

Расчет плиты монолитного безбалочного перекрытия проводят методом предельного равновесия [1, 3]. Наиболее опасными временными нагрузками являются полосовая через пролет и сплошная по всей площади плиты. При полосовой нагрузке образуются линейные пластические шарниры в пролете и у опор на расстоянии c_1 от осей колонн (рис.3, а). При равномерном сплошном нагружении в панелях образуются по два линейных взаимно перпендикулярных пролетных шарнира и по четырем сторонам линейные опорные шарниры (рис.3, в).

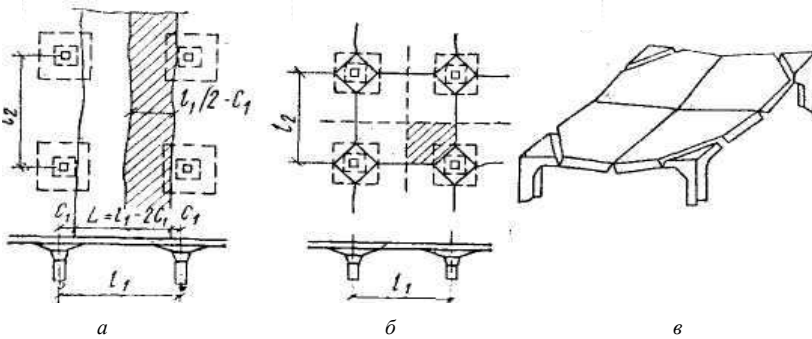


Рис.3 – К расчету безбалочного перекрытия по методу предельного равновесия

При загрузке полосовой нагрузкой $q = g + \nu$ на 1 м^2 плиты из уравнений предельного равновесия получено

$$\frac{ql_2(l_1 - 2c_1)^2}{8} \leq R_s A_s Z_l \left[\theta_{\text{sup}} \frac{Z_{\text{sup}}}{Z_1} + \theta_l \right]. \quad (1)$$

При сплошном нагружении квадратной панели, одинаково армированной в обоих направлениях, условие равновесия принимает вид:

$$\frac{ql^3}{8} \left[1 - \frac{2c}{l} + \frac{4}{3} \left(\frac{c}{l} \right)^3 \right] \leq R_s A_s Z_l \left\{ \theta_{\text{sup}} \frac{Z_{\text{sup}}}{Z_1} + \theta_l \right\}. \quad (2)$$

В этих уравнениях: $A_s = A_{s,\text{sup}} + A_{s,\text{л}}$ – сумма площадей сечения арматуры в опорном и пролетном сечениях одного направления; Z_{sup} и $Z_{\text{л}}$ плечи внутренней пары сил в опорном и пролетном сечениях; $\theta_{\text{sup}} = A_{s,\text{sup}}/A_s$ и $\theta_{\text{л}} = A_{s,\text{л}}/A_s$ коэффициенты распределения арматуры; их значения рекомендуется принимать при расчете средних равными $\theta_{\text{sup}} = 0,5-0,67$; $\theta_{\text{л}} = 0,5-0,33$; c_1/l_1 и c_2/l_2 принимают равными в пределах $0,08-0,12$.

Нормативные значения равномерно распределенных временных нагрузок на плиты перекрытий приведены в [4]. В квартирах жилых зданий и других жилых помещениях равномерно распределенная нагрузка принимается равной $0,15 \text{ т/м}^2$. В других помещениях (балконы, лоджии, вестибюли, фойе, коридоры, лестницы) нагрузка равна $0,2-0,4 \text{ т/м}^2$.

Коэффициенты надежности по нагрузке γ_t для равномерно распределенных нагрузок следует принимать: $1,3$ – при полном нормативном значении менее $2,0 \text{ кПа}$ (200 кгс/м^2), $1,2$ – при полном нормативном значении $2,0 \text{ кПа}$ (200 кгс/м^2) и более.

До появления трещин в бетоне растянутой зоны напряжения в бетоне меньше временного сопротивления растяжению, и растягивающие усилия воспринимаются арматурой и бетоном совместно.

При малых нагрузках на элемент напряжения в бетоне и арматуре невелики, деформации носят преимущественно упругий характер; зависимость между напряжениями деформаций линейная, эпюры нормальных напряжений в бетоне сжатой и растянутой зон сечения треугольные. С увеличением нагрузки на элемент в бетоне растянутой зоны развиваются неупругие деформации, эпюра напряжений становится криволинейной.

Железобетонные конструкции должны удовлетворять требованиям расчета по двум предельным состояниям: по несущей способности (первая группа); по пригодности к нормальной эксплуатации (вторая группа).

Расчет по предельным состояниям первой группы выполняют, чтобы предотвратить следующие явления: хрупкое, вязкое или иного характера разрушение; потерю устойчивости формы конструкции или ее положения; усталостное разрушение; разрушение от совместного воздействия силовых факторов и неблагоприятных влияний внешней среды.

Расчет по предельным состояниям второй группы выполняют для предотвращения образования чрезмерного и продолжительного раскрытия трещин, чрезмерных перемещений.

Определение перемещений железобетонных элементов прогибов и углов поворота связано с определением кривизны оси при изгибе или с определением жесткости элементов. По длине железобетонного элемента в зависимости от вида нагрузки и характера напряженного состояния могут быть участки без трещин (или участки, где трещины закрыты) и участки с трещинами в растянутой зоне. Считается, что элементы или участки элементов не имеют трещин в растянутой зоне, если при действии постоянных, длительных и кратковременных нагрузок с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f = 1$ трещины не образуются [1].

Прогиб железобетонных элементов, не имеющих трещин в растянутых зонах, определяют по жесткости приведенного сечения B и с учетом значений коэффициента ϕ при длительном действии нагрузки. Полное значение прогиба

$$f = f_1 + f_2 - f_3 - f_4, \quad (3)$$

где f_1 – прогиб от кратковременной нагрузки; f_2 – прогиб от постоянной и длительно действующих нагрузок; f_3 – выгиб от кратковременного действия усилия предварительного обжатия P с учетом всех потерь; f_4 – выгиб вследствие ползучести бетона от обжатия. Прогиб изгибаемых элементов без предварительного напряжения плит, панелей, балок и т.п. от равномерно распределенной нагрузки [3]

$$f = (5 / 384) (q l^4 / B). \quad (4)$$

Нормы [4] определяют предельные прогибы и перемещения несущих и ограждающих конструкций зданий и сооружений при расчете по второй группе предельных состояний независимо от применяемых строительных материалов.

При расчете строительных конструкций по прогибам (выгибам) и перемещениям должно быть выполнено условие

$$f \leq f_u, \quad (5)$$

где f – прогиб (выгиб) и перемещение элемента конструкции (или конструкции в целом; f_u – предельный прогиб (выгиб) и перемещение, устанавливаемые нормами.

Расчет необходимо проводить исходя из следующих требований:

- а) технологических (обеспечение условий нормальной эксплуатации);
- б) конструктивных (обеспечение целостности примыкающих друг к другу элементов конструкций и их стыков);
- в) физиологических (предотвращение вредных воздействий и ощущений дискомфорта);

г) эстетико-психологических (обеспечение благоприятных впечатлений от внешнего вида конструкций, предотвращение ощущения опасности).

Каждое из указанных требований должно быть выполнено при расчете независимо от других.

Предельные прогибы элементов конструкций покрытий и перекрытий, ограничиваемые исходя из технологических, конструктивных и физиологических требований, следует отсчитывать от изогнутой оси, соответствующей состоянию элемента в момент приложения нагрузки, от которой вычисляется прогиб, а ограничиваемые исходя из эстетико-психологических требований – от прямой, соединяющей опоры этих элементов.

Для элементов конструкций зданий и сооружений, предельные прогибы и перемещения которых не оговорены нормативными документами, вертикальные и горизонтальные прогибы и перемещения от постоянных, длительных и кратковременных нагрузок не должны превышать $1/150$ пролета или $1/75$ вылета консоли.

В качестве примера рассмотрено деформирование железобетонной плиты (рис.4). В расчетах принято: марка бетона В25, толщина плиты $h = 10\text{--}30$ см, сечение колонны $b = 20\text{--}60$ см. Величина максимального прогиба (в см) под действием собственного веса приведена на рис.5-6, где кривая 1 – прогиб при длине пролета 3 м; кривая 2 – 4 м; 3 – 5 м; 4 – 6 м. Для перекрытий с различными длинами пролетов ($l = 3\text{--}6$ м) – в зависимости от толщины плиты (рис.6) и сечения колонны (рис.5) и для различных колонн – в зависимости от длины пролета.

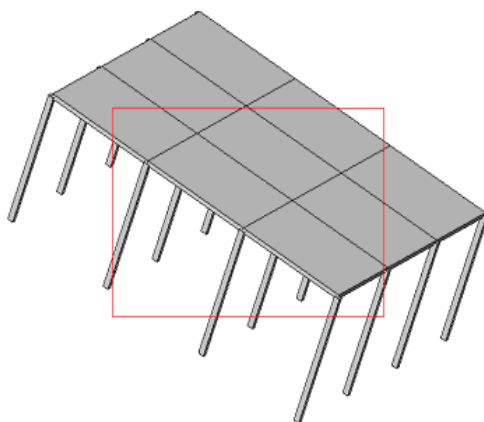


Рис. 4 – Расчетная схема безбалочного перекрытия

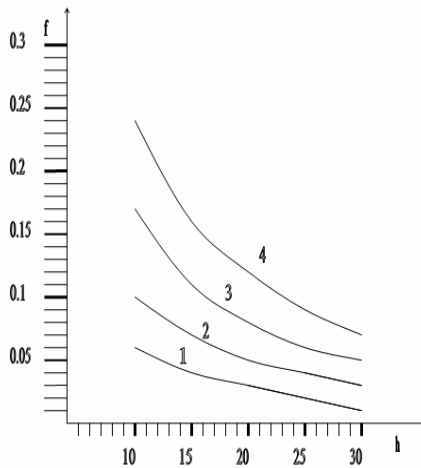


Рис.5

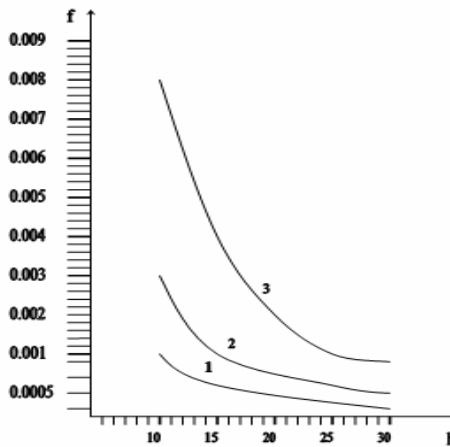


Рис. 6

Анализ приведенных результатов позволяет сделать вывод, что тонкостенное перекрытие рационально конструировать в виде безбалочного перекрытия. При этом, используя графики, приведенные на рис.5, 6, для предварительной оценки можно сразу выделить соотношения геометрических характеристик конструкции, при которых вели-

чина прогиба будет недопустимо большой. Кроме того, из соображений экономии материалов можно выбрать оптимальные параметры проектируемой конструкции.

1.Маилян Р.Л., Веселов Ю.А. Строительные конструкции. – М., 2005. – 850 с.

2.Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции. – М., 1991. – 752 с.

3.Бондаренко В.М., Суворкин Д.Г. Железобетонные и каменные конструкции. – М., 2002. – 384 с.

4.СНиП 2.01.07. Нагрузки и воздействия. – М.: Стройиздат, 1987. – 75 с.

Получено 10.11.2008

УДК 624.014

О.В.СЕМКО, д-р техн. наук, Т.М.НЕСТЕРЕНКО

Полтавський національний технічний університет ім. Юрія Кондратюка

МЕТОДИКА ВИПРОБУВАННЯ БОЛТОВИХ З'ЄДНАНЬ ФЛАНЦЕВИХ ВУЗЛІВ

Наводиться конструкція та особливості будови установки для випробування болтових з'єднань фланцевих вузлів сталевих рам.

На даному етапі розвитку будівництва знаходять найбільш масове використання конструкції швидкокомтованих будівель, сталеві несучі конструкції яких з'єднуються на болтах [1, 2]. У процесі будівництва і експлуатації споруд виявляються фактори, які впливають на напружено-деформований стан вузлів, але не враховуються при розрахунку. Напружено-деформований стан болтових з'єднань вузлів сталевих рам потребує подальшого дослідження, шляхом проведення багатофакторного експерименту.

Дослідження напружено-деформованого стану болтових з'єднань вузлів сталевих проводили на зразках, які являють собою карнизні вузли легких тришарнірних рам [3]. При цьому дослідники ставили задачі, вирішення яких обмежувалося кількістю зразків.

У роботах [4-6] програма експериментальних досліджень фланцевих з'єднань на високоміцних болтах передбачала проведення однофакторних експериментів, в яких основним фактором варіювання була вибрана товщина фланця. Але слід зазначити, що при врахуванні тільки одного фактора кількість зразків була досить великою.

Хоча, у [3-6] запропоновані зразки для експериментальних досліджень мають обґрунтоване конструктивне рішення, але використання їх при багатофакторному експерименті недоцільно, оскільки кількість їх буде великою і відповідно зростуть витрати на випробування. Тому виникає потреба у виготовленні установки для випробування болтових з'єднань вузлів, яка б задовольняла вимогам багатофакторного експе-